

Résistance au déversement des poutres métalliques de pont

Raphaël Thiébaud et Jean-Paul Lebet, Lausanne

1 Introduction

Le déversement est un phénomène complexe d'instabilité qui intervient lorsqu'une poutre est sollicitée par un effort de flexion. De nombreuses recherches expérimentales et théoriques, dont les résultats servent de bases aux normes actuelles de la construction en acier, ont été effectuées jusqu'à présent pour évaluer la résistance des poutres métalliques du bâtiment principalement. Ces poutres se composent de profilés laminés et de certains types de profilés composés-soudés dont les élancements des sections sont limités. En ce qui concerne le domaine des poutres de ponts métalliques et mixtes, caractérisé par des sections composées-soudées élancées, peu d'études expérimentales et théoriques existent pour évaluer leur sécurité structurale en particulier par rapport au déversement. Par conséquent, les modèles de résistance des poutres de pont se réfèrent à ceux existant pour les poutres de bâtiment mais en appliquant un degré de sécurité élevé.

Les poutres métalliques de pont sont des structures de l'espace dont le comportement est influencé par de nombreux paramètres tels que : les entretoises, la géométrie variable des sections, l'effet des charges, ou encore les aspects liés à la fabrication et au matériau. En effet, le processus de fabrication des poutres composées-soudées s'effectue par oxydécoupage puis soudage de tôles épaisses en acier. Cela a pour conséquence de créer des imperfections géométriques sur les éléments ainsi que des contraintes résiduelles dans le matériau dont l'effet sur le comportement de la structure n'est pas négligeable. L'ensemble de ces paramètres montre que l'étude de la résistance au déversement de ce type de poutre ne peut pas être effectuée à l'aide de méthode d'investigation simple.

Cet article présente les résultats actuels des études menées sur le sujet du déversement des poutres métalliques de pont dans le cadre du projet de recherche AGB 2008/004. La section 2 résume l'état des normes Suisse et Européenne en matière de résistance au déversement en comparant les différentes courbes de réduction. La section 3 présente les résultats expérimentaux relatifs aux

contraintes résiduelles et aux imperfections géométriques. Ces résultats sont ensuite repris dans la section 4 dédiée à la mise au point d'un modèle numérique pour les analyses par éléments finis. Les résultats des études numériques sont présentés dans la section 5 qui met en évidence l'effet des contraintes résiduelles et des imperfections géométriques sur la résistance au déversement.

1.1 Le déversement dans les ponts

Les étapes sensibles au déversement dans le domaine des ponts peuvent se résumer à la figure 1. On distingue généralement deux cas possibles pour l'apparition du déversement sur un ouvrage: d'une part lors des situations transitoires qui correspondent aux phases de montages (noté en rouge sur la figure 1), et d'autre part, lors des situations durables en phase de service (noté en bleu sur la figure 1).

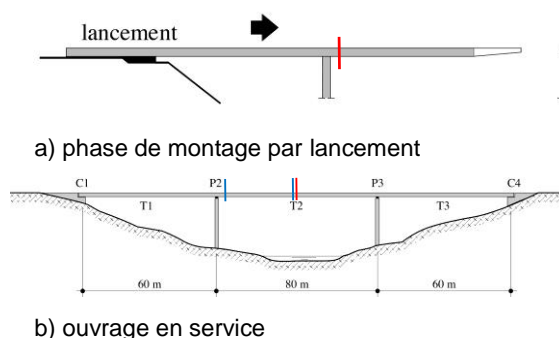
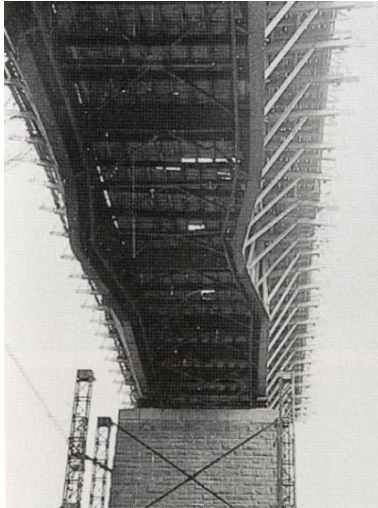


Figure 1: Cas à considérer pour le déversement des poutres de ponts (images extraites de [1])

Plus spécifiquement, les cas à vérifier sont :

- au montage la semelle inférieure en cas de lancement
- au montage la semelle supérieure en travée en particulier lors du bétonnage
- en service la semelle inférieure au droit des appuis intermédiaires

De façon à illustrer la nécessité des vérifications exposées ci-dessus trois cas de ruines de ponts, extraits de [2], sont présentés à la figure 2.



a) pont autoroutier près de Kaiserslautern, Allemagne, 1954



b) pont sur le canal Mitelland près de Dedensen, Allemagne, 1982



c) pont de Saint-Illpize, France, 2004

Figure 2: Illustrations de différents cas de déversement de poutres métalliques de ponts

La figure 2a présente le cas d'un pont constitué de deux poutres continues sur cinq travées. Une spécificité de cet ouvrage réside dans le fait que la portée centrale comporte un tronçon articulé formant une poutre cantilever. Pour ce cas, le phénomène de déversement est apparu lors des étapes de montage et bétonnage de la dalle qui a provoqué une contrainte de compression trop élevée dans la semelle inférieure près des appuis.

La figure 2b montre un cas de ruine qui s'est produit sur un pont d'une portée simple avec une série de poutres maîtresses en acier. Lors de la démolition de l'ouvrage, le grutage a nécessité de désolidariser les poutres transversalement en déconnectant les entretoises qui avaient la fonction d'appui latéral. Cela a créé l'instabilité par déversement de la poutre de bord qui a failli tomber dans le canal.

La figure 2c expose un système porteur d'un pont suspendu avec deux poutres latérales en treillis. La cause du déversement de la membrure supérieure de la poutre serait due au passage d'un poids lourd en surcharge.

1.2 Particularités des poutres de ponts

En comparaison aux poutres de bâtiments, les poutres de ponts ont des particularités qui forment un ensemble de paramètres (cf. figure 3) capable d'influencer, avec plus ou moins d'importance, la résistance au déversement.

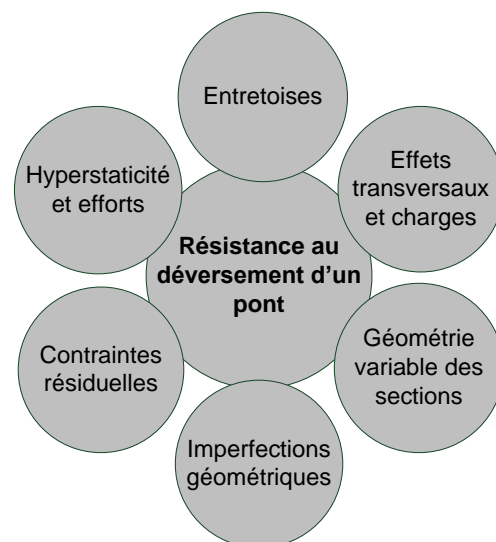


Figure 3: Paramètres influençant la résistance au déversement des poutres de ponts

Dans la suite, l'article relate les études expérimentales et numériques menées pour connaître l'importance de l'influence des contraintes résiduelles, des imperfections géométriques et dans une moindre mesure de la géométrie variable des sections.

2 Situation normative

2.1 Introduction

Comme d'un point de vue phénoménologique le déversement peut être assimilé à celui du flambement élastique latéral de la partie comprimée [3], les normes utilisent les courbes de flambement comme courbes de déversement moyennant quelques adaptations sur la classification des sections. Les courbes de flambement sont de types semi-empiriques et ont par conséquent deux origines. Une origine expérimentale qui repose sur une vaste campagne d'essai portant sur des profilés laminés du commerce de différents pays [4], et une origine théorique basée sur des simulations numériques [5]. Le résultat de ces deux études débouche sur la proposition de trois courbes de flambement. La définition et la mise en équation des courbes européennes de flambement se fait véritablement en 1978 avec une formulation dite de type Ayrton-Perry [6]. Parallèlement, il existe aussi une autre formulation dite de type Merchant-Rankine [7]. C'est dans les années 2000 que des nouvelles propositions de mise en équations de courbes de déversement ont été proposée par [8] et [9] en incluant des profilés composés soudés avec des géométries de poutres de bâtiments.

2.2 Eurocode 3 - Partie 2 : Ponts métalliques

L'EN1993-2 :2006 propose deux méthodes de vérification pour le flambage latéral ou le déversement des éléments par son article 6.3.4. Une méthode générale (art. 6.3.4.1) et une méthode simplifiée (art. 6.3.4.2). Ces deux méthodes se différencient dans le calcul des élancements réduits $\bar{\lambda}_{LT,op}$ mais se basent sur les mêmes courbes de déversement pour les sections soudées par l'art. 6.3.2.2. L'approche proposée ici est de type Ayrton-Perry [6] avec un coefficient de réduction χ_{LT} que l'on applique sur la résistance en section. Ce dernier est défini comme suit :

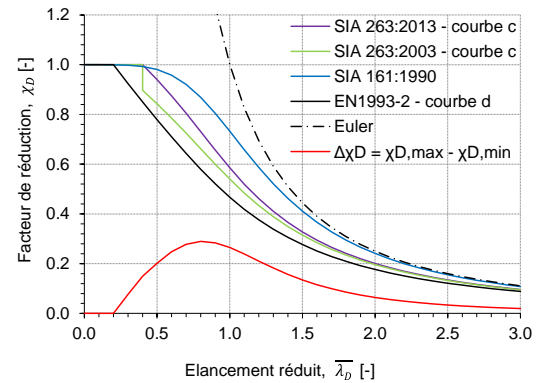
$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (1)$$

où $\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$ avec une valeur recommandée suivante pour la longueur du plateau des courbes de déversement $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.2$. Le facteur d'imperfection des courbes de déversement α_{LT} varie de 0.21 à 0.76 en fonction du type de section transversale. Comme les sections pour les ponts sont généralement de type composées-soudées, ce sont les courbes c (si l'élancement de la section $h/b \leq 2$) et d (si $h/b \geq 2$) qui prévalent. Cette dernière est représentée à la figure 4.

2.3 SIA

Dans sa version actuelle (SIA 263 : 2013) la norme suisse pour la construction en acier prévoit une formulation similaire à l'équation (1) mais en choisissant les valeurs $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$ et un coefficient d'imperfections $\alpha_D = 0.49$ pour les profilés soudés, cf. figure 4. Dans son ancienne version (SIA 263 : 2003), la norme suisse utilisait une formulation similaire mais avec un saut au passage de $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$. Dans sa version antérieure (SIA161 : 1990), la formulation de la courbe de déversement était différente avec une approche de type Merchant-Rankine [7] ayant pour équation selon art. 3 254 2 :

$$\zeta = \left(\frac{1}{1 + \bar{\lambda}_D^{4.5}} \right)^{0.45} \quad (2)$$



SIA 263:2013	SIA 263:2003	SIA 161:1990	EN1993-2: 2006
$\bar{\lambda}_{D,0} = 0.4$ $\alpha_D = 0.49$ Profilés soudés	$\bar{\lambda}_{D,0} = 0.2$ $\alpha_D = 0.49$ courbe c si $\bar{\lambda}_D \leq 0.4$ alors $\chi_D = 1.0$	$\chi = \zeta$ $= \left(\frac{1}{1 + \bar{\lambda}_D^{4.5}} \right)^{0.45}$	$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.2$ $\alpha_{LT} = 0.76$ Section en I soudées $h/b > 2$ courbe d
Art. 4.5.2	Art. 4.5.2	Art. 3.254	Cas général Art. 6.3.2.2

Figure 4: Représentation de différentes courbes de déversement sur le diagramme $\chi_D - \bar{\lambda}_{LT}$ ou $\bar{\lambda}_D$

La courbe correspondante, également représentée sur la figure 4, est celle qui réduit le moins la résistance comparativement aux autres. La plus sévère des courbes de réduction est celle recommandée par l'EN1993-2 – courbe d. L'appréciation de l'écart entre ces extrema est montrée par la courbe rouge $\Delta\chi_D$ où l'on observe un écart grandissant jusqu'à un élancement réduit de 0.8, puis l'écart diminue avec l'augmentation de l'élancement. Il est intéressant de noter que les écarts les plus grands entre les courbes se situent justement dans le domaine d'élancement des poutres de ponts. Par exemple, la différence sur le coefficient de réduction entre la SIA 161 :1990 et l'EN1993-2 peut atteindre 30% pour un élancement réduit de 0.8. Pour le même élancement, l'écart entre

la norme SIA263 :2013 et l'Eurocode se monte à 15%.

3 Etudes expérimentales

3.1 Mesure des contraintes résiduelles

L'objectif de ces mesures est de définir un modèle de contraintes résiduelles qui correspond aux poutres métalliques de ponts. Plusieurs modèles de contraintes résiduelles existent déjà dans la littérature mais correspondent aux profilés laminés ou poutres composées-soudées avec des plats laminés. Rares sont les modèles tenant comptes de toutes les étapes de fabrication des poutres métalliques de ponts qui sont le laminage des plats, l'oxycoupage des semelles à forte épaisseur et le soudage entre l'âme et les semelles. Dans ce qui suit, la méthodologie et les résultats principaux sont présentés ; les auteurs renvois le lecteur à la référence [10] pour plus de détails.

Les mesures se composent de deux étapes. La première étape est dédiée à l'étude des contraintes résiduelles liées à l'effet de l'oxycoupage d'une plaque en acier S355N d'une épaisseur de 60 mm dont la géométrie est donnée à la figure 5.

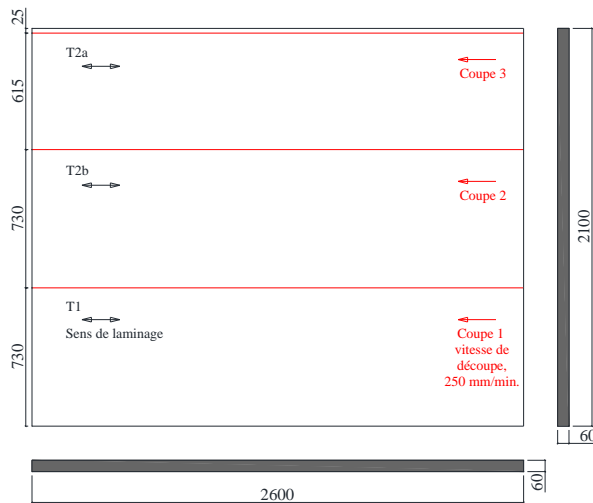


Figure 5: Vue en plan du séquençage de l'oxycoupage (dimensions en mm)

Trois découpes successives sont effectuées à une vitesse constante de 250 mm/min permettant ainsi d'obtenir trois semelles. Les semelles T1 et T2a sont dédiées à l'étude des contraintes résiduelles d'oxycoupage. La deuxième étape, figure 6, se concentre sur l'étude du soudage entre un morceau d'âme et la semelle T2b préalablement oxycoupée.

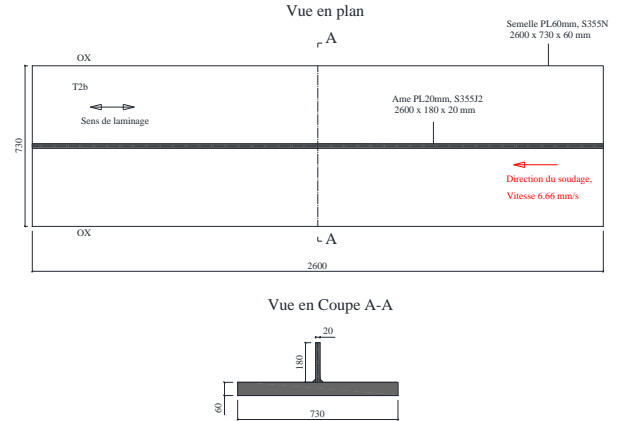


Figure 6: Vue en plan et coupe du soudage âme-semelle (dimensions en mm)

Un soudage de type semi-automatique en trois passes à l'arc sous flux est utilisé avec une vitesse constante de 6.66 mm/s.

Les contraintes résiduelles sont mesurées à l'aide de la méthode de sectionnement [11] (figure 7).

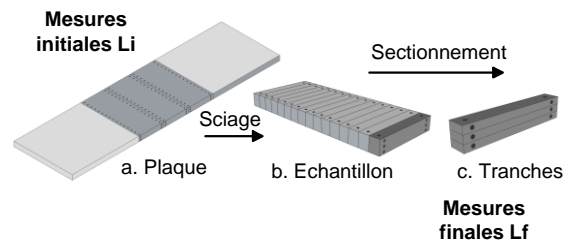


Figure 7: Principe de la méthode de sectionnement

Cette méthode comporte trois étapes principales. La première étape consiste à marquer puis mesurer une base d'empreinte sur la plaque de base (figure 7a) afin d'obtenir les mesures initiales L_i . Dans un second temps les échantillons, situés au centre de la plaque pour éviter les effets de bords, sont découpés transversalement par sciage (figure 7b). La dernière étape se compose du sciage en tranche de l'échantillon, permettant le relâchement des contraintes longitudinales, suivit des mesures finales L_f de la base d'empreintes (figure 7c). Les déformations provoquées par le relâchement des contraintes résiduelles ε_r sont ainsi calculées avec l'équation (3) et les contraintes résiduelles σ_r sont déterminées par la loi de Hooke donnée via l'équation (4).

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta L}{L_i} = \frac{L_f - L_i}{L_i} \quad (3)$$

$$\sigma_r = E \varepsilon_r \quad (4)$$

Les résultats des mesures de contraintes résiduelles sont présentés à la figure 8 pour les échantillons oxycoupés et à la figure 9 pour ceux oxycoupés et soudés.

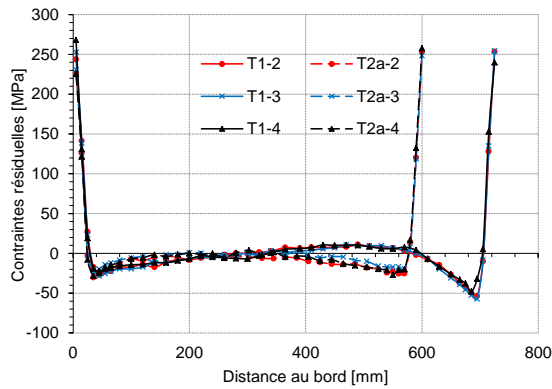


Figure 8: Distribution des contraintes résiduelles moyennes mesurées pour les échantillons oxycoupés (2 x 3 éprouvettes oxycoupées avec deux largeurs différentes : 615 mm et 730 mm)

La figure 8 montre que l'oxycoupage introduit localement une forte contrainte résiduelle de traction aux bords atteignant environ 250 MPa. Cette composante de traction est suivie par une zone comprimée avec un pic atteignant -50 MPa. Dans la zone centrale les valeurs de contraintes sont quasi nulles.

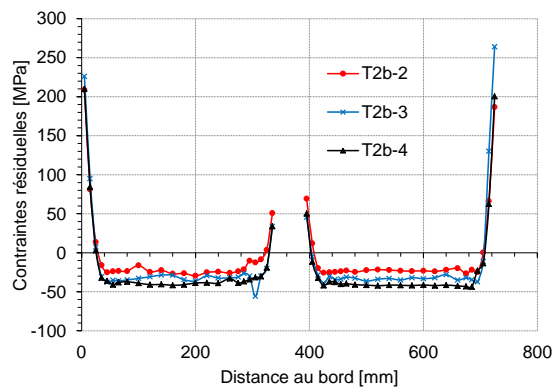


Figure 9: Distribution des contraintes résiduelles moyennes mesurées pour les échantillons soudés (1 x 3 éprouvettes oxycoupées + soudées)

A la figure 9 l'effet du soudage de l'âme au centre de la semelle est mis en évidence. L'effet principal du soudage est d'insérer une contrainte de traction au droit de la zone soudée atteignant environ 50 MPa à son pic. En conséquence, l'ensemble des contraintes est abaissé de la même valeur uniformisant ainsi les zones comprimées à environ -30 MPa et abaissant les pics de traction aux bords oxycoupés à 200 MPa.

En divisant la distance au bord par la largeur de l'échantillon b_f et les contraintes résiduelles par la limite d'élasticité f_y la figure 9 prend une allure relative représentée par la figure 10.

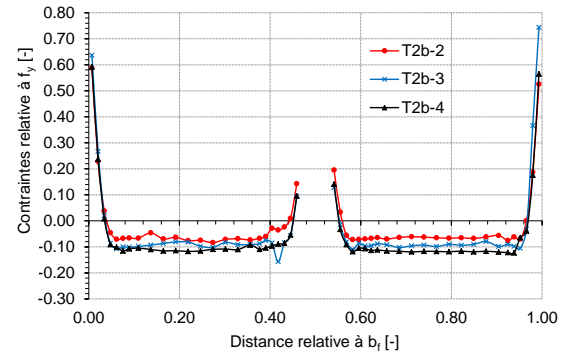


Figure 10: Distribution relative des contraintes résiduelles moyennes mesurées pour les échantillons soudés

La représentation de la figure 10 permet d'obtenir par équilibre successif des zones tendues et comprimées le modèle expérimental des contraintes résiduelles liées à l'oxycoupage et au soudage. Ce modèle est illustré à la figure 11.

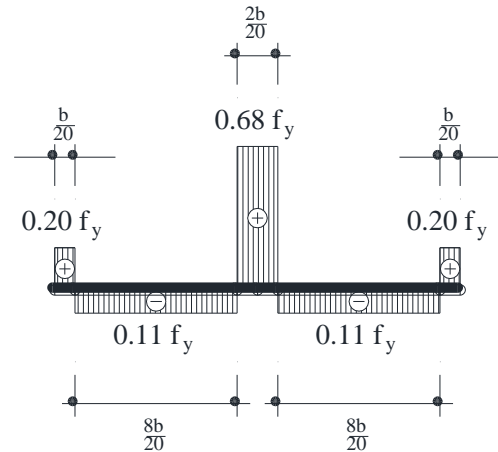


Figure 11: Modèle expérimental des contraintes résiduelles pour une plaque en acier oxycoupée aux bords puis soudée au centre

Ce modèle servira de base pour les études numériques à la section 4.

3.2 Mesure des imperfections géométriques

L'objectif de ces mesures est d'améliorer la connaissance sur les imperfections géométriques que l'on retrouve dans les poutres métalliques de ponts. Ces imperfections se caractérisent par leur forme et leurs amplitudes comme par exemple, les défauts globaux (rectitude et courbure) et locaux (planéité).

D'un point de vue pratique, les imperfections géométriques sont liées aux tolérances que les constructeurs métalliques se doivent de respecter. Il s'agit des tolérances géométriques de fabrication prescrites par les

normes et des tolérances de montage et d'exécution liées à la méthode de montage.

D'un point de vue scientifique, les imperfections géométriques doivent être considérées lors du calcul de la résistance ultime d'une poutre. Pour ce faire, la norme EN 1993-1-5 :2006 annexe C [12] propose un cadre général avec des méthodes conservatrices qui prennent en compte les imperfections géométriques pour le calcul numérique. En conséquence, la littérature scientifique montre une grande variété de valeur et de type d'imperfections géométriques utilisés dans les publications créant une certaine confusion.

Les mesures sont effectuées sur deux poutres métalliques droites de type composée-soudées utilisées pour la construction du viaduc ferroviaire de Wilwisheim en France. Une poutre correspondant à une section sur appui, nommée T10 (figure 12a), alors que la seconde correspond à une section de travée, nommée T11 (figure 12b).



a) tronçon sur appui (T10)



b) tronçon en travée (T11)

Figure 12: Vue des poutres mesurées stockées en atelier

Transversalement, les poutres sont munies de deux raidisseurs longitudinaux soudés du côté intérieur qui sont interrompus environ tous les 6.0 m par les raidisseurs verticaux. La section en travée montre une semelle inférieure élancée de 1200 mm de large par 40 mm d'épaisseur, une âme de 3120 x 25 mm et une semelle supérieure de 800 x 40 mm. La section sur appui présente une semelle

inférieure d'épaisseur variable de 50 mm à 100 mm pour une largeur constante de 1200 mm, une âme de hauteur variable avec une épaisseur de 30 mm et une semelle supérieure d'épaisseur variable entre 60 mm et 125 mm pour une largeur constante de 800 mm.

Le choix de la méthode de mesure s'est porté sur un système par Laser Tracker suffisamment précis et flexible pour travailler en milieu industriel. Ce système portatif (figure 13) mesure des coordonnées via un faisceau laser, émis par la station (émetteur), qui poursuit le réflecteur dans un environnement 3D. Cet appareil assure des mesures avec une MPE (maximum permissible error) de $15 \mu\text{m} + 6 \mu\text{m/m}$ ce qui donne une précision de mesure d'environ 0.135 mm dans un rayon de 20 m.



Figure 13: Illustration de mesure par Laser Tracker sur la poutre T10

Les mesures se sont concentrées sur la prise de points le long de deux arêtes sur la semelle supérieure, deux arêtes sur la semelle inférieure et trois lignes de point sur l'âme (figure 14). Les points sont distants entre eux d'environ un mètre et les lignes de points sur l'âme se situent approximativement à la base, à mi-hauteur et au deux-tiers de la hauteur de l'âme. Cette répartition des points permet d'une part, de quantifier correctement les rectitudes horizontales et verticales des poutres, et d'autre part, d'estimer la planéité de l'âme dans son ensemble.

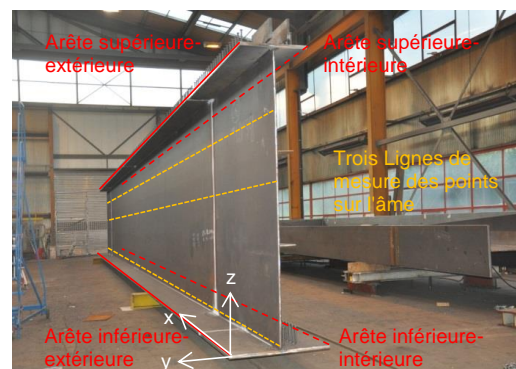
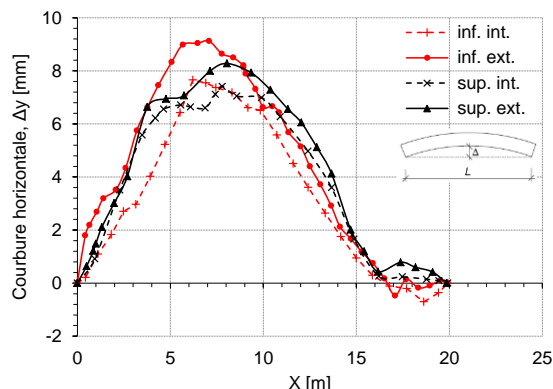
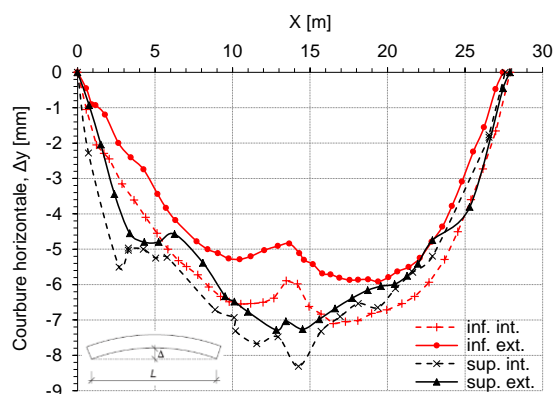


Figure 14: Lignes principales des points de mesures

Les résultats des mesures relatifs aux rectitudes horizontales sont illustrés aux figures 15a et b. Les écarts maximaux sont comparés avec les tolérances géométriques prescrites par la norme SIA 263/1:2003 au tableau 1.



a) T10, poutre sur appui



b) T11, poutre de travée

Figure 15: Rectitudes horizontales (selon y) des quatre arêtes mesurées pour chaque poutre, en rouge la semelle inférieure et en noir la semelle supérieure

Poutre	Longueur L	Ecart maximum mesurés Δy	Tolérance selon SIA 263/1:2003 $\Delta \leq L/1000$
	[m]	[mm]	[mm]
T10	20	9.1	20
T11	28	8.3	28

Tableau 1: Valeurs maximales mesurées et tolérance selon la norme SIA 263/1:2003

En comparant les écarts maximums mesurés avec les recommandations de la norme SIA 263/1:2003 sur les tolérances de fabrication et de montage, les défauts de rectitudes mesurés restent bien inférieurs aux normes dans ce cas. Par conséquent, la prise en compte des tolérances géométriques comme valeur d'amplitude pour les imperfections géométriques comme le propose la norme EN1993-1-5 :2006 lors du calcul de charge

ultime est bien du côté conservateur. Ce résultat servira de base pour les études numériques à la section 4.

4 Méthode d'analyse numérique

4.1 Modélisation par éléments finis

Les modèles numériques sont construits avec le logiciel d'éléments finis non-linéaire FINELG [13]. La figure 16 représente une géométrie type de poutre avec son maillage, le chargement sous moment constant et les appuis de type « fourche ».

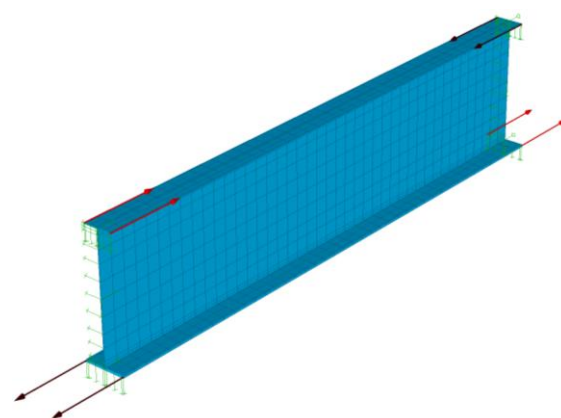


Figure 16: Modélisation type d'une poutre par éléments finis

L'introduction du moment constant se fait par l'application d'un couple de force de même valeur mais de direction opposée entre les semelles supérieures et inférieures aux extrémités de la poutre.

Un acier S355 avec une limite d'élasticité $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ et une loi de matériau bilinéaire selon la figure 17 est utilisé.

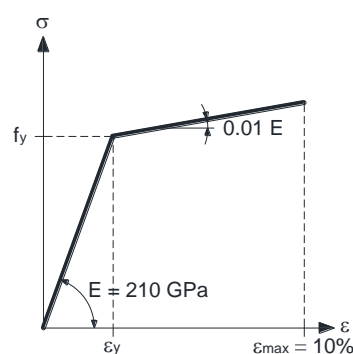


Figure 17: Loi constitutive bilinéaire employée

4.2 Modélisation des imperfections géométriques et contraintes résiduelles

Pour effectuer des analyses non-linéaires en tenant comptes des imperfections géométriques il est nécessaire d'introduire une géométrie de poutre contenant des imperfections initiales. Dans cette étude l'imperfection initiale a été choisie en prenant

la forme géométrique du mode global de l'analyse critique (figure 18) qui a été multipliée soit par une amplitude $a_1 = L/1000$ (cas IG1000), soit $a_2 = L/3000$ (cas IG3000) où L est la portée de la poutre. Le choix de tester deux amplitudes permet de connaître la sensibilité de la résistance au déversement vis-à-vis de l'amplitude de l'imperfection initiale.

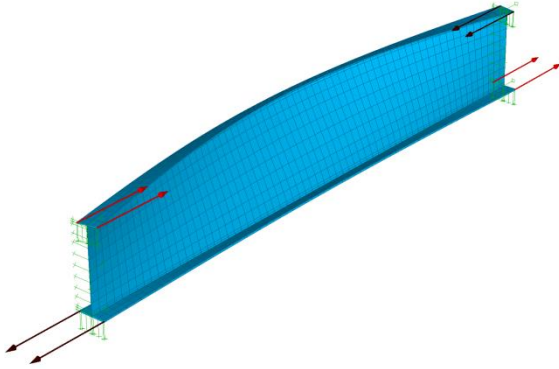


Figure 18: Forme du mode global de l'analyse critique

Trois schémas de contraintes résiduelles, figure 19, sont évalués pour connaître l'influence de ce paramètre. Le premier cas (figure 19a) ne contient pas de contraintes résiduelles. Le deuxième cas (figure 19b) reprend le modèle expérimental développé à la section 3.1 qui tient compte de l'oxycoupage des semelles et du soudage âme-semelle. Les contraintes résiduelles sur l'âme sont reprises de [14]. Le troisième modèle (figure 19c) ne tient compte que du soudage âme-semelle en ignorant la composante de traction aux bords des semelles. Les trois schémas proposés sont auto-équilibrés plaque par plaque.

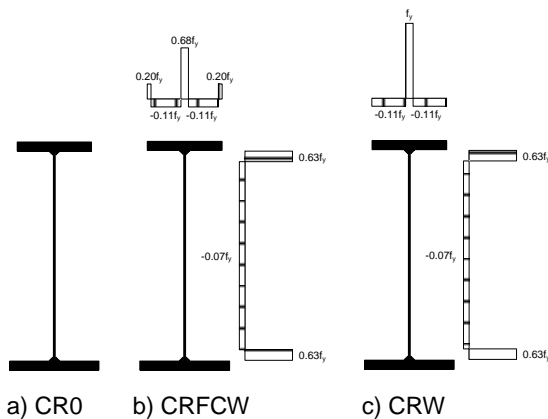


Figure 19: Schémas de contraintes résiduelles considérés

5 Résultats de l'étude paramétrique

L'étude paramétrique porte sur deux géométries de poutre monosymétrique de ponts de type « travée » résumées au tableau 2.

Poutre de type travée	h_f	$b_{f,sup}$	$t_{f,sup}$	$b_{f,inf}$	$t_{f,inf}$	t_w
	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Wilwisheim (W)	3.2	800	40	1200	40	25
St-Pellegrino (SP)	2.0	450	20	650	40	14

Tableau 2: Dimensions des poutres calculées

Où $b_{f,sup,inf}$ sont les largeurs de semelles supérieures, resp. inférieures, $t_{f,sup,inf}$ sont les épaisseurs de semelles supérieures, resp. inférieures, t_w l'épaisseur de l'âme et h_f la hauteur de la poutre de mi-épaisseur de semelle inférieure à mi-épaisseur de semelle supérieure comme illustré à la figure 20.

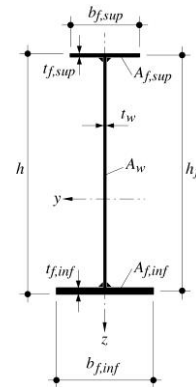


Figure 20: Notations des dimensions utilisées, tirées de [1]

La méthode de calcul se déroule en cinq étapes :

- calcul du moment critique M_{cr} de déversement par une analyse linéaire infiniment élastique
- calcul non-linéaire du moment ultime M_{ult} en intégrant les imperfections géométriques et matérielles
- calcul du moment résistant caractéristique en section, dans ce cas les sections sont de classe 4, donc de type élastique-élastique réduit $M_{Rk,EER}$
- calcul de l'élancement réduit

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{M_{Rk,EER}}{M_{cr}}}$$

- calcul du coefficient de réduction $\chi_D = \frac{M_{ult}}{M_{Rk,EER}}$

En variant les longueurs de poutres il est ainsi possible d'obtenir une série de points de coordonnées $\chi - \lambda$ permettant une comparaison avec les différentes courbes de déversement.

5.1 Influence des contraintes résiduelles

La figure 21 permet d'apprécier l'influence des contraintes résiduelles sur le déversement pour les poutres dont la géométrie est de type St-Pellegrino avec une amplitude d'imperfection géométrique de $L/1000$. Les résultats montrent des différences non-négligeables entre les différents cas de contraintes résiduelles pour des élancements réduits situés entre 0.5 et 1.5. Dans cette zone, les poutres sans contraintes résiduelles (CR0) montrent des résistances plus élevées. Elles sont suivies par les poutres avec les contraintes résiduelles expérimentales (CRFCW) qui montrent une résistance plus élevée que celles dont la composante de traction aux bords est négligée (CRW). Pour un élancement réduit typique de 0.8 les différences de résistance en comparaison de la norme SIA 263 :2013 - courbe c peuvent atteindre 5% (cas CRW), 12% (cas CRFCW) et 19% (cas CR0). Ces différences sont encore plus marquées avec la courbe de l'EN1993-2 puisqu'elles atteignent respectivement 20% (cas CRW), 27% (cas CRFCW) et 34% (cas CR0). Le cas CRFCW est représentatif des poutres de ponts.

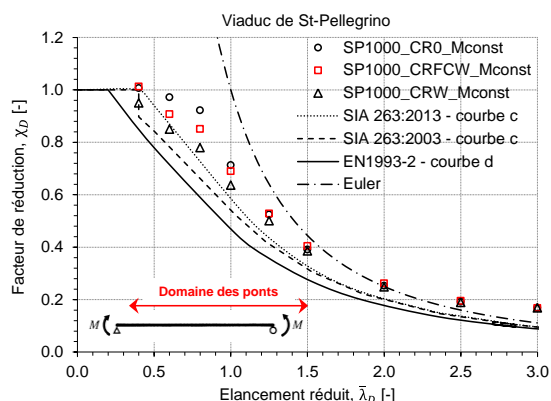


Figure 21: Influence des contraintes résiduelles sur le déversement

Les résultats qui se situent dans les grands élancements au-delà de $\lambda_D = 2.0$ dépassent la courbe d'Euler. Cela s'explique par deux raisons principalement : 1) l'hypothèse des petites rotations de la théorie d'Euler n'est plus respectée et 2) l'effet des grandes rotations des poutres mobilisent une partie de la résistance selon l'axe faible.

5.2 Influence des imperfections géométriques

La figure 22 met en évidence l'effet de l'amplitude des imperfections sur la résistance au déversement. Deux types d'amplitudes sont testés, $L/1000$ recommandé par la norme [12] et $L/3000$ provenant des mesures expérimentales à la section 3.2. Pour ces deux

cas, les contraintes résiduelles mesurées du type CRFCW sont utilisées.

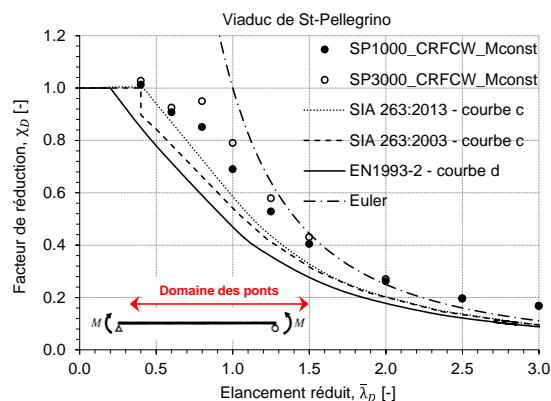


Figure 22: Influence de l'amplitude des imperfections géométriques sur le déversement

L'ensemble des points se situent au-dessus des courbes de déversement et parfois avec une marge très appréciable. Pour ce cas aussi, la même tendance qu'à la figure 21 est observée avec des écarts entre les deux cas étudiés qui sont plus importants dans la zone des élancements réduits située entre 0.5 et 1.5.

D'une manière générale lorsque l'amplitude de l'imperfection initiale est plus faible, cas $L/3000$, la résistance est plus élevée. Pour $\lambda_D = 0.8$, la différence entre les deux cas étudiés atteint 10%. Pour ce même cas, le point ayant une amplitude d'imperfection de $L/1000$ se situe encore 12% au-dessus de la courbe SIA 263 :2013 – courbe c.

5.3 Influence de la géométrie des sections

La figure 23 présente une comparaison de résultats pour deux sections différentes (SP : St-Pellegrino et W : Wilwisheim) soumis aux mêmes conditions de contraintes résiduelles (CRFCW) et d'imperfections géométriques ($L/1000$).

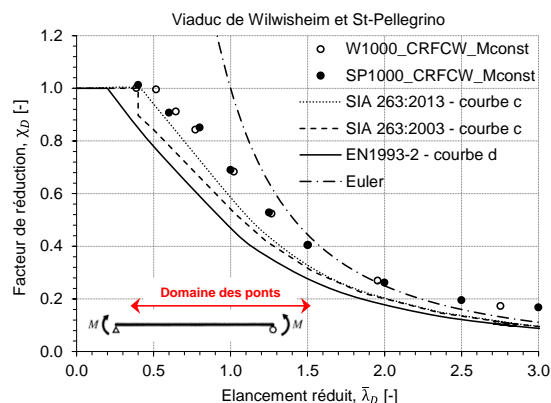


Figure 23: Influence de la géométrie des sections sur le déversement

Les résultats ne montrent pas de tendances particulières. Cela peut s'expliquer en partie

par l'élancement ($b_{f,sup}/t_{f,sup}$) des semelles supérieures qui sont pratiquement identiques pour les deux poutres.

6 Conclusion

L'étude de la situation normative pour la résistance au déversement montre des différences importantes entre les courbes de réduction. Ces différences sont particulièrement marquées pour le domaine des ponts.

Les résultats des études expérimentales proposent d'une part, un schéma de contraintes résiduelles adapté aux poutres de ponts et d'autre part, une connaissance plus précises des imperfections géométriques dues à la fabrication des poutres composées-soudées.

Les études numériques ont permis de mettre en évidence les points suivants :

- l'influence des contraintes résiduelles peut atteindre 14% sur la résistance au déversement
- l'influence de l'amplitude des imperfections géométriques entre les cas $L/1000$ et $L/3000$ atteint un maximum de 10%
- l'influence de la géométrie des sections n'est pas significative pour les sections considérées
- les résultats numériques montrent une réserve significative par rapport aux courbes normatives qui devrait pouvoir être prise en compte (résultats futurs de la présente recherche)

Remerciements

Les auteurs de cet article tiennent à remercier l'Office Fédéral des Routes (OFROU) pour son soutien à cette recherche. Les remerciements vont également à l'entreprise Zwahlen & Mayr qui a donné la possibilité d'effectuer l'ensemble des mesures expérimentales.

Bibliographie

[1] Lebet, J.P., Hirt, M. A., *Ponts en acier: conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton*, Vol. 12, PPUR presses polytechniques, 1^{ère} édition - 2009.

[2] Scheer, J., *Failed Bridges: Case Studies, Causes and Consequences*. Wiley, 2011.

[3] Dutheil, J., *Déversement des poutres métalliques*, Construction métallique n°1, pp. 3-6, 1964.

[4] Stintesco, D., *Fondement expérimental des courbes européennes de flambement*, Construction Métallique n°3, pp. 5-12, 1970.

[5] Beer, H., Schulz, G., *Bases théoriques des courbes européennes de flambement*, Construction Métallique n°3, pp. 37-57, 1970.

[6] Maquoi, R., Rondal, J., *Mise en équation des nouvelles courbes européennes de flambement*, Construction Métallique n°1, pp. 17-30, 1978.

[7] Lindner, J., *Näherungen für die Europäischen Knickspannungskurven*, Die Bautechnik, 10, 1978.

[8] Greiner, R., Salzgeber, G., Ofner, R., *New lateral torsional buckling curves K_{LT} – numerical simulations ans design formulae*, ECCS TC8 - Report 30.

[9] Villette, M., *Propositions pour de nouvelles courbes de déversement*, Construction Métallique n°2, pp. 17-39, 2002.

[10] Thiébaud, R., Lebet, J.-P., *Experimental study of residual stresses in thick steel plates*, In: Structural Stability Research Council Annual Stability Conference, Grapevine, TX, USA., 2012

[11] Tebde, N., Alpsten, G., Tall, L., *Residual-stress measurement by the sectioning method*, Experimental Mechanics 13, pp. 88-96, 1973.

[12] CEN, *Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-5: Plaque planes*, ed, 2006.

[13] Programme d'élément finis non-linéaire "FINELG", *User's Manual version 9.0*, Department M & S Université de Liège, Greisch ingénierie S.A., Liège, Belgium.

[14] Barth, K., White, D., *Finite element evaluation of pier moment-rotation characteristics in continuous-span steel I-girders*, Engineering Structures 20(8), pp. 761-778, 1998.

[15] Boissonnade, N., Somja, H., *Influence of imperfections in FEM modeling of lateral torsional buckling*, In: Structural Stability Research Council Annual Stability Conference, Grapevine, TX, USA., 2012